

PENANGANAN VIBRASI JEMBATAN GANTUNG ASIMETRIS DENGAN TMD BERDASARKAN KRITERIA KENYAMANAN (COUNTERMEASURE OF ASYMMETRIC SUSPENSION BRIDGE VIBRATION USING TMD BASED ON COMFORT CRITERIA)

Tommy Virlianda WN

Puslitbang Jalan dan Jembatan
Jl. A.H Nasution No. 264 Bandung 40294
e-mail: tommy.virlianda@pusjatan.pu.go.id
Diterima: 20 April 2018; direvisi: 4 Juni 2018; disetujui: 25 Juni 2018

ABSTRAK

Belum adanya peraturan yang mengatur tentang batasan kenyamanan pada jembatan pejalan kaki di Indonesia menyebabkan para perencana jembatan hanya memenuhi kriteria perencanaan beban statik tanpa mempertimbangkan aspek kenyamanan pengguna dalam melintasi jembatan. Pada kajian ini, evaluasi beban dinamik pejalan kaki dilakukan pada sebuah jembatan gantung pejalan kaki untuk desa asimetris (Judes). Jembatan ini merupakan produk rancangan Puslitbang Jalan dan Jembatan dan akan dievaluasi berdasarkan peraturan yang dikeluarkan oleh British Standard 2008. Parameter yang digunakan untuk mengevaluasi tingkat kenyamanan struktur jembatan adalah akselerasi jembatan. Berdasarkan hasil analisis dengan metoda analisis modal linier riwayat waktu menghasilkan bahwa jembatan tidak memenuhi persyaratan kenyamanan kelas A dan kelas B. Pemasangan Tuned Mass Damper (TMD) kemudian dilakukan untuk mengontrol getaran struktur dengan variasi massa sebesar 1%, 3% dan 5% agar struktur jembatan judesa memenuhi batasan ijin kriteria kenyamanan. Pemasangan TMD dilakukan di lokasi dengan respons akselerasi yang maksimum. Pada analisis beban jembatan kelas A dibutuhkan minimum hanya 1 buah TMD yang dipasang dilokasi terjadinya akselerasi maksimum dengan rasio massa TMD sebesar 1% dan menghasilkan reduksi akselerasi struktur sebesar 3% untuk memenuhi syarat kenyamanan getaran jembatan. Sedangkan pada analisis beban jembatan kelas B dibutuhkan minimum 2 buah TMD dengan rasio massa sebesar 3% yang menghasilkan reduksi akselerasi struktur sebesar 54%.

Kata kunci: jembatan pejalan kaki, kriteria kenyamanan, akselerasi, analisis modal linier, tuned mass damper

ABSTRACT

The absence of regulations governing the comfort limits on pedestrian bridges in Indonesia cause the bridge designers only satisfy the static load design criteria without consider the comfort aspects of the footwalks who crossed the bridge. In this study, the evaluation of the dynamic pedestrian load is carried out on an asymmetric suspension pedestrian bridge for the village (Judes). This bridge is designed by Institute of Road Engineering and will be evaluated according to the regulations issued by the British Standard 2008. A variable used to evaluate the bridge comfort level is the acceleration on the deck. According to the result of bridge linear modal time history analysis, it shows that the bridge does not meet the required comfort criteria for class A and class B. Then, a countermeasure is undertaken by using Tuned Mass Damper (TMD) with mass variations of 1%, 3% and 5% of the main structure mass to meet the limitation of comfort criteria. TMD is placed on the location where the maximum acceleration is found. In class A bridge load analysis, it required minimum 1 TMD with mass ratio of 1% which produces 3% of acceleration reduction to meet the comfort requirement. Whereas, on load analysis of class B bridge, it required minimum 2 TMD with mass ratio of 3% which gives 54% acceleration reduction to meet the comfort requirement.

Keywords: pedestrian bridge, comfort criteria, acceleration, linear modal analysis, tuned mass damper

PENDAHULUAN

Banyaknya jembatan gantung pejalan kaki yang mengalami kerusakan di berbagai daerah dan juga kebutuhan yang cukup tinggi terkait pembangunan jembatan pejalan kaki di pedesaan Indonesia membuat pihak pemerintah melalui Puslitbang Jalan dan Jembatan Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat melakukan suatu inovasi perencanaan jembatan gantung untuk desa asimetris (Judesa). Judesa merupakan tipe jembatan fleksibel sehingga lebih murah dari segi biaya dibandingkan dengan tipe rigid. Keunggulan dari jembatan judesa adalah material jembatan telah di prefabrikasi sehingga pengiriman material kelapangan jadi lebih mudah dan bisa mengakses lokasi-lokasi medan yang sulit. Selain itu metode pelaksanaan bisa dilakukan dari satu arah, sehingga cocok untuk membuka jalur perintis dan mengurangi pengangkutan material menyeberangi sungai.

Desain perencanaan judesa merujuk pada pedoman perencanaan dan pelaksanaan konstruksi jembatan gantung untuk pejalan kaki (Kementerian Pekerjaan Umum 2010). Sedikit modifikasi dilakukan untuk menekan biaya material sehingga lendutan ijin yang sebelumnya sebesar $L/200$ pada pedoman tersebut dirubah menjadi sebesar $L/100$. Hal ini berdampak pada penurunan kekakuan dari struktur jembatan dan juga akan menghasilkan frekuensi alami jembatan yang kecil dengan resiko beresonansi terhadap beban dinamik menjadi lebih besar.

Jembatan judesa didesain fleksibel sehingga massa dari struktur menjadi ringan. Hal ini berdampak terhadap tingginya rasio beban hidup terhadap beban mati dari struktur jembatan, dan akan menyebabkan kerentanan terhadap vibrasi struktur bila terkena beban dinamik pejalan kaki. Walaupun secara struktural aman, namun struktur jembatan yang ringan menjadi tidak nyaman dilewati apabila vibrasi jembatan yang terjadi terlalu besar.

Di Indonesia sendiri belum ada peraturan yang menjadi rujukan dalam batasan kenyamanan pejalan kaki dan desain jembatan pejalan kaki di Indonesia masih fokus pada desain statik belum mempertimbangkan efek dinamik dari beban pejalan kaki. Evaluasi terhadap kriteria nyaman pejalan kaki judesa akan merujuk pada British Standard 2008 :

United Kingdom National Annex to Eurocode 1-Part 2 (British Standards Institution (BSI) 2008)

Prototipe pertama dari jembatan judesa dibangun di Desa Cihawuk Kabupaten Bandung, Provinsi Jawa Barat pada tahun 2015 dengan bentang 42 m (Gambar 1). Jembatan ini lah yang kemudian akan dievaluasi terhadap kriteria kenyamanan pejalan kaki dan akan dilakukan upaya mengontrol vibrasi jembatan dengan metoda analisis pemasangan *tuned mass damper* apabila jembatan tidak memenuhi kriteria tersebut.



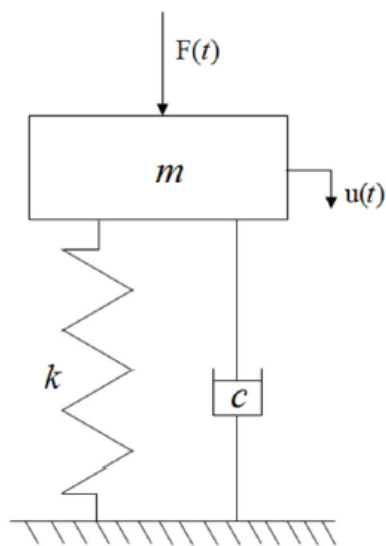
Gambar 1. Jembatan judesa bentang 42 m

KAJIAN PUSTAKA

Dinamika Struktur

Fenomena vibrasi yang terjadi pada sebuah struktur disebabkan karena adanya sebuah energi yang bekerja pada elemen struktur (Eriksson 2013). Pada jembatan pejalan kaki dengan massa yang ringan, sumber energi muncul karena adanya beban pejalan kaki maupun karena beban angin. Beban angin dipertimbangkan didalam perencanaan kekuatan struktur, sedangkan beban pejalan kaki berdampak pada masalah layan.

Sistem dinamik dengan satu derajat kebebasan dimodelkan dengan model matematik massa-pegas yang terdiri dari massa m , kekakuan pegas k , redaman c , dan gaya eksitasi $f(t)$ yang bekerja pada sistem (Clough 1993) seperti diperlihatkan pada Gambar 2.



Gambar 2. Model massa pegas dengan satu derajat kebebasan (Setra 2006).

Persamaan gerak sistem dengan satu derajat kebebasan bisa dilihat pada Persamaan (1) sebagai berikut :

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f(t) \dots\dots\dots(1)$$

dimana m , c , dan k berturut-turut adalah massa, redaman, dan kekakuan struktur. Dan $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$, $u(t)$ dan $f(t)$ adalah akselerasi, kecepatan, perpindahan, dan gaya eksitasi fungsi waktu t .

Ketika sistem struktur memiliki derajat kebebasan lebih dari satu maka persamaan geraknya bisa ditulis kembali seperti pada Persamaan (2) sebagai berikut:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \dots\dots\dots(2)$$

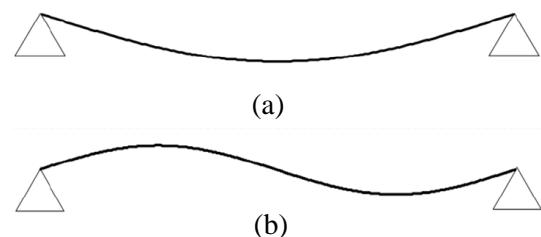
dengan massa, redaman dan kekakuan sebagai sebuah matriks, dan akselerasi, kecepatan, perpindahan dan gaya berupa sebuah vektor.

Perilaku dinamis suatu sistem struktur bisa dievaluasi menggunakan analisis modal. Metode ini memungkinkan pemisahan sistem persamaan diferensial menjadi satu rangkaian persamaan diferensial independen linier dari osilator satu derajat kebebasan dengan menggunakan dekomposisi modal (Craig 2016). Dengan menentukan kondisi massa, kekakuan, geometri dan batasan dari struktur, dimungkinkan untuk menghitung frekuensi dan

bentuk moda getar semua moda yang relevan (Craig 2016). Frekuensi alami dari struktur berderajat kebebasan tunggal bisa dihitung dengan menggunakan Persamaan (3).

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \dots\dots\dots(3)$$

Dua bentuk mode getar pertama pada struktur dengan perletakan sederhana ditunjukkan pada Gambar 3.

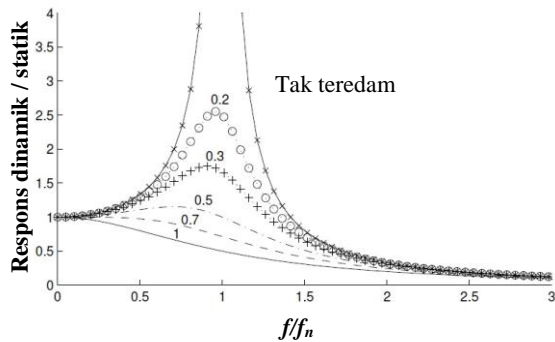


Gambar 3. Moda getar pertama (a) dan kedua (b) dari tumpuan balok sederhana (sinusoidal) (Eriksson 2013).

Bentuk moda ini mewakili bagaimana struktur akan berperilaku selama getaran bebas. Hal ini digunakan untuk menentukan respons total dari struktur saat gaya eksternal bekerja. Respons total dari sistem linier terdiri dari dua parameter penting yaitu superposisi gerakan gaya dan gerak alami. Jika dua gerakan ini memiliki frekuensi yang sama atau mendekati maka dapat terjadi resonansi (Riskiani 2010), yang dapat dilihat sebagai puncak pada Gambar 4. Hal ini juga bisa dilihat bahwa dengan adanya peningkatan rasio redaman ζ , amplitudo resonansi menurun. Definisi dari ζ bisa dilihat pada Persamaan (4).

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} \dots\dots\dots(4)$$

dimana ζ adalah ratio redaman, c adalah redaman, c_{cr} adalah redaman kritis yang didapatkan dengan persamaan $c_{cr} = 2\sqrt{km}$.



Gambar 4. Fenomena resonansi diplot sebagai fungsi antara rasio frekuensi gerak paksa f dan frekuensi alami f_n , versus rasio respons dinamis dan statis (Eriksson dan Tysnes 2013)

Kriteria Kenyamanan Jembatan

Berdasarkan Standar Eropa (“EN 1990 (2002) (English): Eurocode - Basis of Structural Design” 2005), verifikasi kriteria kenyamanan harus dilakukan jika frekuensi fundamental dari jembatan adalah kurang dari:

- 5 Hz untuk getaran vertikal
- 2,5 Hz untuk getaran horizontal (lateral)

Sebelum dimulainya evaluasi akselerasi dari jembatan, perlu dilakukan pengecekan pada jembatan mengenai kemungkinan jembatan pedestrian tersebut mengalami vibrasi yang disebabkan oleh beban pedestrian. Evaluasi akselerasi perlu dilakukan jika frekuensi natural f_i dari moda shape yang ditinjau terdapat pada rentang berikut (Heinemeyer 2008):

- Getaran vertikal : $1,3 \leq f_i \leq 2,3$ Hz
- Getaran horizontal : $0,5 \leq f_i \leq 1,2$ Hz

Aplikasi Beban Dinamik Pejalan Kaki

Berdasarkan British Standard (2008), ada 3 kasus beban yang harus dipertimbangkan dalam desain dinamik. Dua kasus beban pertama mensimulasikan beban pejalan kaki tunggal, ataupun kelompok pejalan kaki sebagai beban titik yang melintasi jembatan dengan kecepatan konstan v_r . Kecepatan melintas sebesar 1,7 m/detik untuk berjalan dan 3 m/detik untuk lari kecil. Desain maksimum akselerasi vertikal yang dihasilkan dari pejalan kaki tunggal maupun kelompok pejalan kaki harus dihitung dengan

mengasumsikan bahwa beban tersebut diwakili oleh penerapan gaya getar vertikal $F(N)$ yang bisa dilihat pada persamaan (5).

$$F(t) = F_0 \cdot k(f_v) \cdot \sqrt{1 + \gamma \cdot (N - 1)} \cdot \sin(2\pi \cdot f_v \cdot t) \dots (5)$$

Keterangan:

$F(t)$: beban titik yang menunjukkan pergerakan kelompok dalam kecepatan konstan (N)

N : jumlah pejalan kaki dalam kelompok yang tergantung kelas jembatan (Tabel 1)

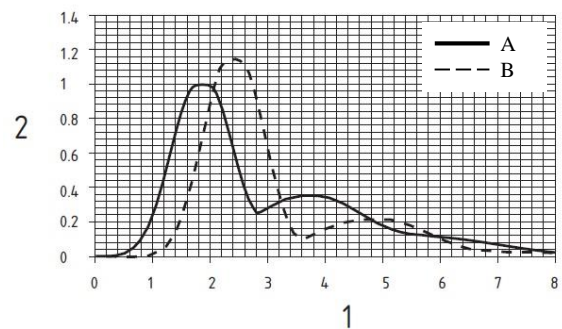
F_0 : acuan amplitudo dari gaya yang diterapkan dalam satuan Newton, 280 N untuk berjalan dan 910 N untuk berlari

f_v : frekuensi natural dari moda getar vertikal yang dipertimbangkan (Hz)

$k(f_v)$: faktor untuk mengoreksi, (a) pengaruh populasi pejalan kaki yang lebih realistis, (b) respons harmonik, (c) pembobotan relatif dari sensitifitas pejalan kaki terhadap respons, ditunjukkan pada Gambar 5

t : waktu berjalan (detik)

γ : faktor reduksi untuk memungkinkan kombinasi aksi yang tidak sinkron dalam kelompok pejalan kaki dan merupakan fungsi dari redaman dan panjang bentang efektif



Keterangan:

A = Berjalan

B = Lari Kecil

1 = Moda getar frekuensi f_v (Hz)

2 = Gabungan populasi dan faktor harmonik $k(f_v)$

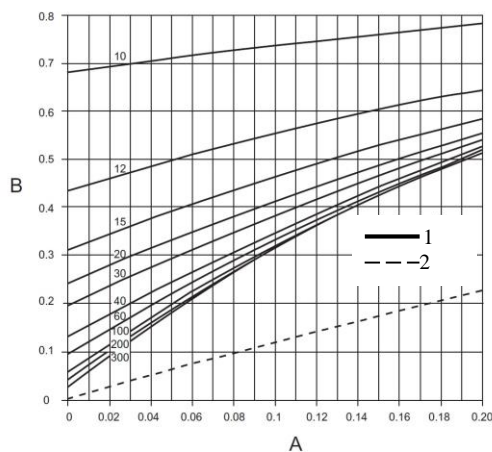
Sumber: (British Standards Institution (BSI) 2008)

Gambar 5. Hubungan antara $k(f_v)$ dan moda frekuensi (f_v)

Tabel 1. Kelas jembatan dan rekomendasi kerapatan beban ramai untuk desain

Kelas Jembatan	Kegunaan	Ukuran Kelompok (berjalan)	Ukuran Kelompok (lari kecil)	Tingkat Kepadatan ρ (orang/m ²) (ramai)
A	Lokasi pedesaan, jarang digunakan dan daerah berpenduduk jarang	N = 2	N = 0	0
B	Lokasi suburban, sesekali cenderung mengalami sedikit variasi dari intensitas beban pejalan kaki	N = 4	N = 1	0,4
C	Rute perkotaan yang sering mengalami variasi signifikan dalam penggunaan sehari-hari (misalnya untuk akses ke kantor atau sekolah)	N = 8	N = 2	0,8
D	Akses utama ke fasilitas publik misalnya seperti stadion utama atau fasilitas transportasi umum	N = 16	N = 4	1,5

Sumber : UKNA (British Standards Institution (BSI) 2008)



Keterangan:

1 = Kelompok pejalan kaki

2 = Beban Ramai

A = Redaman struktur – penurunan logaritmik δ

B = Faktor reduksi pada jumlah efektif pejalan kaki γ

Sumber: (British Standards Institution (BSI) 2008)

Gambar 6. Faktor reduksi γ

Kasus beban yang terakhir adalah pemodelan beban yang stabil dari kondisi ramai. Desain maksimum akselerasi vertikal yang dihasilkan dari beban pejalan kaki dalam kondisi ramai harus dihitung dengan mengasumsikan bahwa beban tersebut diwakili oleh penerapan beban getar vertikal terdistribusi w (N/m²) yang bisa dilihat pada persamaan (6).

$$w(t) = 1.8 \left(\frac{F_0}{A} \right) \cdot k(f_v) \cdot \sqrt{\gamma \cdot N / \lambda} \cdot \sin(2\pi \cdot f_v \cdot t) \dots (6)$$

Keterangan:

$w(t)$: beban bervariasi waktu diterapkan pada satu meter persegi

A : luas lantai jembatan

N : jumlah total pejalan kaki yang terdistribusi sepanjang bentang.
 $N = \rho \cdot A = \rho \cdot S \cdot b$

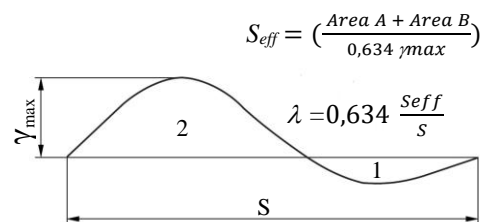
ρ : kerapatan beban ramai sesuai dengan Tabel 1.

S : panjang bentang jembatan (m)

b : lebar jembatan yang dikenakan beban pejalan kaki

λ : faktor yang mengurangi jumlah efektif pejalan kaki ketika beban hanya sebagian dari bentang yang berkontribusi dari moda getar yang dipilih (Sumber: (British Standards Institution (BSI) 2008)

Gambar 7), $\lambda = 0.634(S_{eff} / S)$



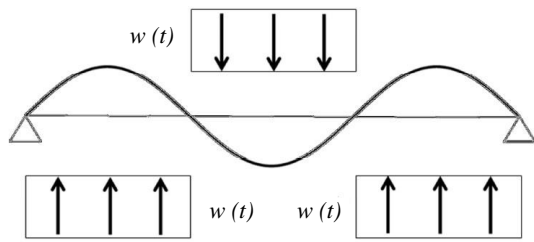
Keterangan:

1 = Area A 2 = Area B

Sumber: (British Standards Institution (BSI) 2008)

Gambar 7. Perhitungan panjang bentang efektif

Untuk mendapatkan efek beban yang paling besar, beban harus diterapkan dengan arah sesuai dengan moda yang ditinjau, seperti ditunjukkan pada Gambar 8.



Gambar 8. Tanda amplitudo beban $w(t)$, dalam kasus moda dengan beberapa sags (Eriksson 2013)

Batasan Kriteria Kenyamanan

Maksimum akselerasi vertikal yang didapat dari penerapan aplikasi beban

berdasarkan Persamaan (5) dan Persamaan (6) harus lebih kecil dari batasan akselerasi yang didapat dengan Persamaan (7):

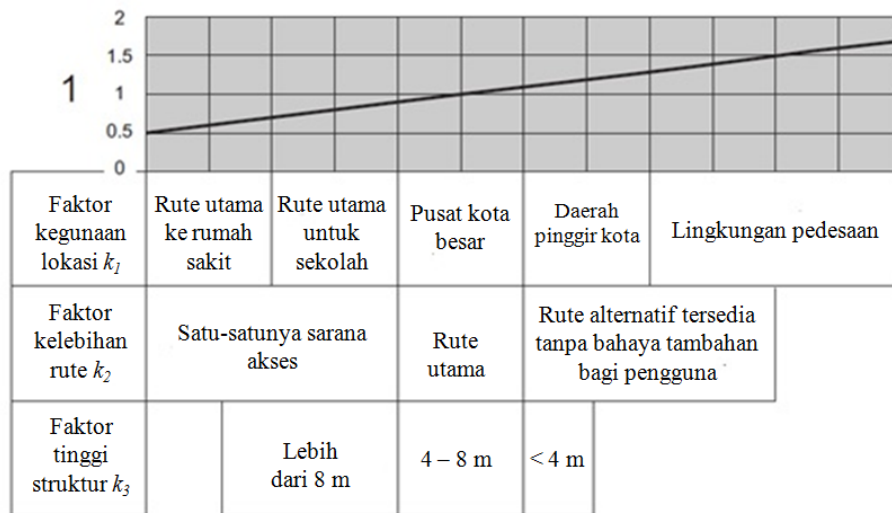
$$a_{\text{limit}} = 1.0k_1.k_2.k_3.k_4 \text{ m/s}^2$$

$$\text{dan } 0.5 \text{ m/s}^2 \leq a_{\text{limit}} \leq 2.0 \text{ m/s}^2 \dots\dots\dots(7)$$

Keterangan:

k_1 , k_2 dan k_3 merupakan faktor pengubah respons yang didapat dari Gambar 9 dimana :

- k_1 : faktor lokasi penggunaan
- k_2 : faktor kelebihan rute perjalanan
- k_3 : faktor tinggi struktur
- k_4 : faktor pemaparan, umumnya 1,0 namun bisa bervariasi antara 0,8 – 1,2 tergantung permukaan jalan



Keterangan
1 = Respon Pengubah, k_i

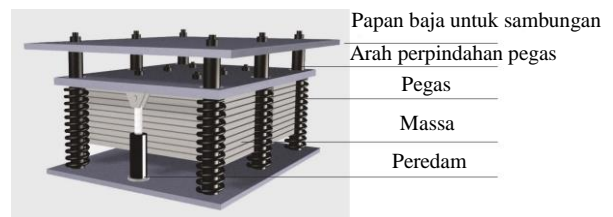
Sumber : (British Standards Institution (BSI) 2008)

Gambar 9. Nilai faktor pengubah respons k_i

Tuned Mass Damper (TMD)

TMD (Gambar 10) adalah alat yang terdiri dari massa, pegas dan redaman yang dipasang pada struktur untuk mengurangi respons dinamis dari struktur. Frekuensi dari *TMD* disetel ke frekuensi struktural tertentu, sehingga ketika frekuensi tersebut tereksitasi, *TMD* akan beresonansi berlawanan dengan gerakan dari struktur untuk mengurangi getaran. Energi diserap oleh gaya inersia peredam yang bekerja pada struktur.

Efektifitas *TMD* dipengaruhi oleh rasio massa (μ) dan moda getaran tertentu. Massa *TMD* sangatlah bervariasi, umumnya berkisar pada 1% - 5% dari massa struktur utama.

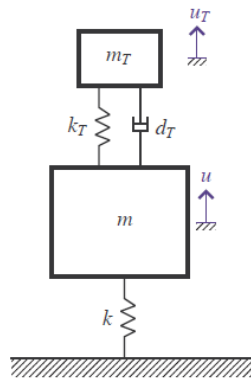


Sumber : ("Changzhou Road Structure Damping Co" n.d.)

Gambar 10. *TMD*

Untuk rasio massa lebih besar dari 5% peningkatan massa *TMD* menghasilkan pengurangan yang tidak signifikan terhadap respons dinamik struktur utama (Widarda and Zulkifli 2013). Desain *TMD* dimodalkan sebagai modal sistem berderajat kebebasan

dua yang mewakili struktur utama dan massa tambahan *TMD* (Gambar 11).



Gambar 11. Pemodelan sistem utama dan *TMD* sebagai sistem dengan derajat dua kebebasan

Didalam melakukan perencanaan *TMD* perlu dilakukan perhitungan besaran optimum untuk kekakuan pegas dan redaman yang bekerja pada beban harmonik dengan Persamaan (8) sebagai berikut:

$$k_t = m_t \cdot \omega_t^2 \dots\dots\dots(8)$$

Keterangan:

- k_t : kekakuan pegas (N/mm)
- m_t : massa *TMD* ($m_t = \mu \cdot m_{struktur}$) (kg)
- ω_t : frekuensi *TMD* (Hz) yang didapat dengan persamaan $\omega_t = \alpha \cdot \omega_o$
- α : faktor yang didapat dengan persamaan
$$\alpha = \frac{1}{1 + \mu}$$
- ω_o : frekuensi alami ragam getar $\omega_o = 2\pi \cdot f_o$ (rad/det)
- f_o : frekuensi struktur (Hz)

Sedangkan konstanta redaman optimum d_{opt} dihitung dengan menggunakan Persamaan (9) sebagai berikut:

$$d_{opt} = 2 \cdot D_{opt} \cdot m_t \cdot \omega_o \dots\dots\dots(9)$$

Keterangan :

- d_{opt} : konstanta redaman *TMD* (N.s/mm)
- D_{opt} : rasio redaman optimum

$$D_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3}}$$

HIPOTESIS

Judesa, khususnya bentang 42 m dengan tipe fleksibel, memiliki penurunan kekakuan jembatan yang menyebabkan ketidaknyamanan pada saat dilintasi oleh beban dinamik pejalan kaki. Pemasangan *TMD* dapat mengurangi pengaruh getaran berlebih akibat resonansi beban dinamik pejalan kaki tersebut.

METODOLOGI

Metode yang digunakan untuk mengetahui tingkat kenyamanan pejalan kaki adalah metoda analitis. Parameter yang akan dievaluasi dengan pemodelan struktur adalah parameter akselerasi atau akselerasi akibat beban hidup pejalan kaki untuk 3 kasus beban yaitu beban berjalan, beban lari kecil dan beban ramai. Dua kelas jembatan yaitu kelas A dan B akan dievaluasi pada penelitian ini karena paling relevan sesuai dengan perencanaan jembatan gantung Judesa.

Tahap pertama yang dilakukan adalah pemodelan struktur jembatan, kemudian melakukan evaluasi perencanaan terhadap desain beban statis. Tahap selanjutnya adalah melakukan evaluasi akibat dampak pemberian beban dinamik pejalan kaki terhadap masing-masing kasus beban dan kelas jembatan. Tahap terakhir adalah dengan melakukan evaluasi akibat dampak beban dinamik pejalan kaki setelah dipasang alat kontrol vibrasi berupa *TMD*.

Batasan Kenyamanan

Akselerasi vertikal maksimum yang didapat dari analisis struktur tidak boleh melebihi batas akselerasi desain yaitu sebesar 1,12 m/det² untuk jembatan kelas A dan sebesar 0,91m/det² untuk jembatan kelas B. Kedua nilai tersebut didapat berdasarkan parameter-parameter seperti pada Tabel 2. Ketidakstabilan arah lateral tidak akan muncul jika frekuensi moda getar lateral tidak ada yang bernilai dibawah 1,5 Hz, sehingga tidak perlu dilakukan pemeriksaan kenyamanan terhadap arah lateral.

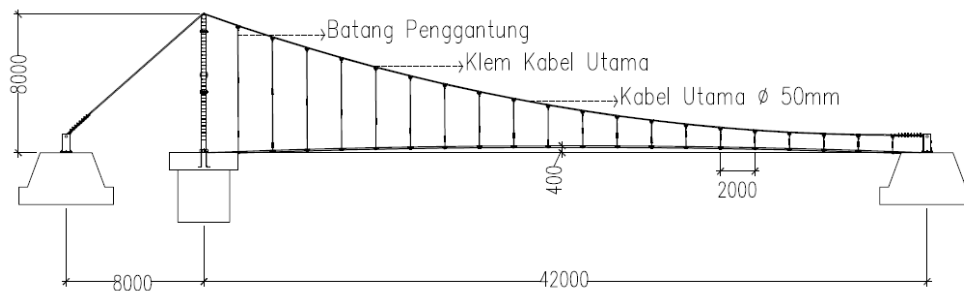
Tabel 2. Faktor pengubah respons

Parameter	Kelas Jembatan	
	A	B
k_1	1,60	1,30
k_2	1,00	1,00
k_3	0,70	0,70
k_4	1,00	1,00
a_{limit} (m/det ²)	1,12	0,91

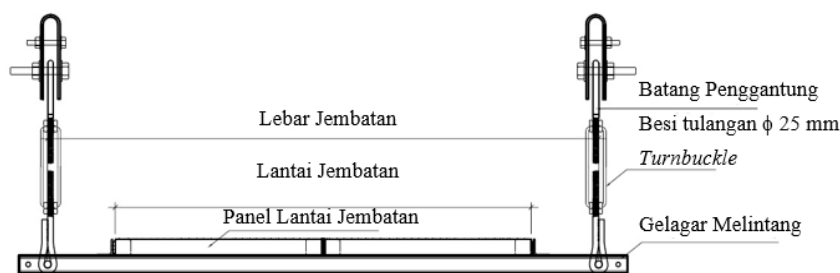
Pemodelan Struktur

Struktur jembatan Judesa dimodelkan dengan model 3D dengan bantuan *software* ("Midas Civil Tutorial" 2013). *Software* ini biasa digunakan untuk menjalankan berbagai tipe analisis dengan berbagai tipe pembebanan seperti analisis modal, analisis respons spektra, analisis statik *push over* dan analisis riwayat waktu. Pada penelitian ini analisis yang

digunakan adalah analisis modal linier riwayat waktu. Metoda ini menghitung solusi persamaan ekuilibrium dinamis untuk perilaku struktural (perpindahan, gaya, akselerasi dll.) pada waktu acak menggunakan properti dinamis dari struktur dan beban yang diaplikasikan. Karena karakteristik analisis linier, ketidak linieran menjadi tidak dipertimbangkan. Metoda superposisi modal mengasumsikan perpindahan struktural sebagai kombinasi linier perpindahan ortogonal. Dengan menggunakan metoda ini, penyederhanaan integral fungsi waktu bisa digunakan dalam menghitung respons dinamis untuk moda getar yang dipilih. Potongan memanjang jembatan dan potongan melintang sistem rantai jembatan bisa dilihat pada Gambar 12 dan Gambar 13



Gambar 12. Potongan memanjang bentang 42 m



Gambar 13. Potongan melintang sistem rantai

Spesifikasi material struktur baja jembatan menggunakan mutu SS400 (JIS 3101) dimana $f_y = 250$ MPa dan $f_u = 400$ MPa. Kabel utama menggunakan mutu material grade EIPS (Wire Rope), mengacu pada JIS G3525 dimana $f_y = 1500$ MPa dan $f_u = 1770$ MPa. Pemodelan struktur 3D bisa dilihat pada Gambar 14, sedangkan dimensi penampang bisa dilihat pada Tabel 3.



Gambar 14. Pemodelan struktur

Tabel 3. Dimensi penampang

No.	Penampang	Bentuk	Ukuran (mm)
1	Kabel Utama	<i>Solid Round</i>	D 50
2	Batang Penggantung	<i>Solid Round</i>	D 22
3	Batang Tepi Atas	<i>Double Channel</i>	UNP 65x42x5.5x6
4	Pilon	<i>Pipe</i>	P 254x8
5	Panel Lantai	<i>Box + Plate Bordess</i>	B 60x60x3.2 dan Bordess 3 mm

Analisis beban statik dilakukan untuk mengevaluasi struktur jembatan telah memenuhi persyaratan desain statik yang ditentukan oleh peraturan. Persyaratan yang paling penting harus dipenuhi yang pertama yaitu bahwa tegangan kabel utama dan kabel penggantung harus $\leq 1/3 f_y$, mengacu pada pedoman perencanaan dan pelaksanaan konstruksi jembatan gantung untuk pejalan kaki (2010) dan lendutan ijin kondisi layan harus $\leq L/100$ sesuai dengan kriteria perencanaan Judesa. Pengecekan tegangan yang terjadi pada batang-batang elemen baja juga perlu dilakukan untuk mengetahui kekuatan struktur.

Setelah struktur dinyatakan aman dalam menahan beban statik, maka model struktur sudah tervalidasi untuk bisa digunakan dalam mengevaluasi perilaku getaran struktur jembatan. Frekuensi dan perioda tertentu dari struktur yang berada dalam rentang frekuensi pejalan kaki akan dievaluasi terhadap analisis dinamik sehingga kemungkinan resonansi yang terjadi bisa dihindari. Nilai frekuensi f_v ini yang digunakan untuk menghitung beban dinamik pejalan kaki.

Pemodelan Beban Dinamik Pejalan Kaki

Beban dinamik pejalan kaki untuk kasus beban berjalan dan lari kecil dimodelkan sebagai beban titik harmonik sepanjang bentang jembatan yang merupakan fungsi gaya terhadap waktu. Beban ini diaplikasikan dengan kecepatan yang konstan dengan waktu kedatangan antar titik yang merupakan kelipatan perioda struktur, dengan jarak antar titik yang didapatkan dari hasil perkalian antar kecepatan

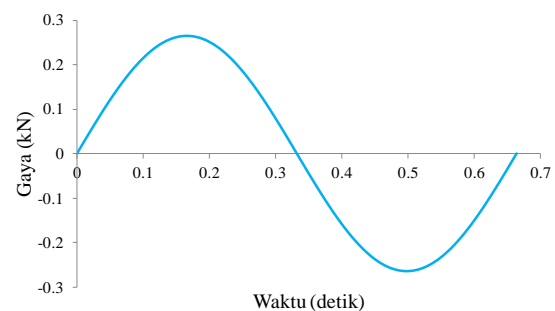
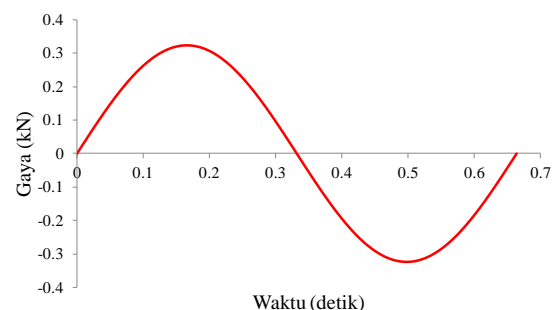
dengan perioda struktur. Untuk kasus beban berjalan, jarak antar titik beban sebesar 1,13 m dan untuk beban lari kecil jarak antar titik beban sebesar 2 m. Adapun parameter-parameter yang digunakan untuk membuat fungsi gaya dinamik bisa dilihat pada Tabel 4.

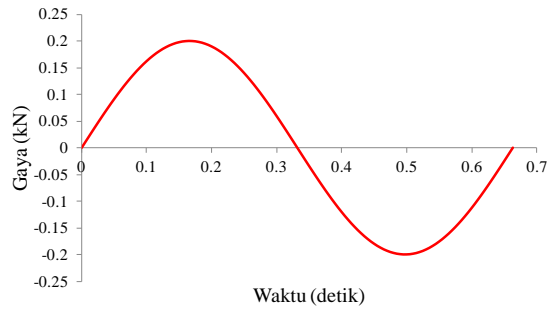
Tabel 4. Parameter beban dinamik kondisi berjalan dan lari kecil

No	Parameter	Kelas Jembatan		
		A	B	
		Berjalan	Berjalan	Lari kecil
1	Frekuensi, f_v^*	1,51	1,51	1,51
2	Perioda*	0,66	0,66	0,66
3	F_o	280	280	910
4	N	2	4	1
5	$k(f_v)$	0,82	0,82	0,22
6	γ	0,33	0,33	0,33

Keterangan : * = nilai frekuensi alami dan perioda struktur pada moda ke 5 (vertikal moda)

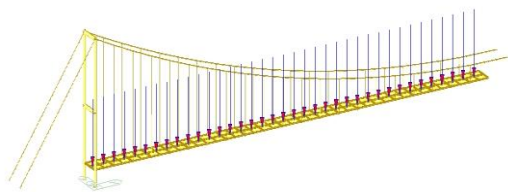
Grafik fungsi gaya terhadap waktu untuk masing-masing kelas jembatan bisa dilihat pada Gambar 15, Gambar 16 dan Gambar 17.

**Gambar 15.** Fungsi gaya vs waktu beban berjalan kelas A**Gambar 16.** Fungsi gaya vs waktu beban berjalan kelas B

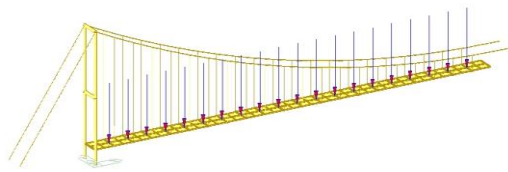


Gambar 17. Fungsi gaya vs waktu beban lari kecil kelas B

Aplikasi beban titik dinamik pejalan kaki untuk kasus beban berjalan dan lari kecil pada model struktur bisa dilihat pada Gambar 18 dan Gambar 19.



Gambar 18. Aplikasi beban dinamik pejalan kaki untuk kasus beban berjalan

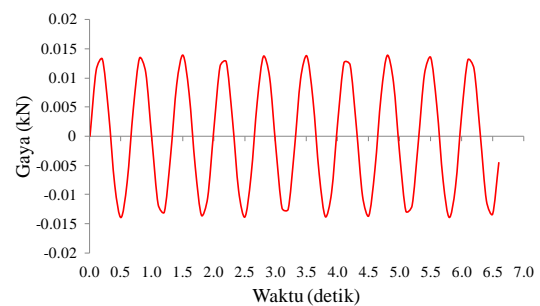


Gambar 19. Aplikasi beban dinamik pejalan kaki untuk kasus beban lari kecil

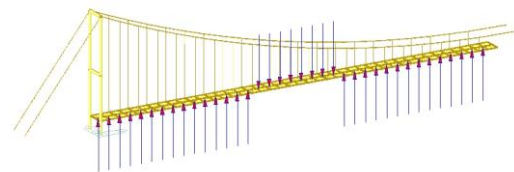
Untuk kondisi beban ramai, parameter yang digunakan untuk membuat fungsi gaya dinamik bisa dilihat pada Tabel 5. Beban titik dinamik pada kondisi ramai diaplikasikan pada arah moda getar yang ditinjau dengan kecepatan yang sama dengan beban berjalan namun dengan waktu kedatangan sebesar nol untuk semua titik beban, sehingga menghasilkan kondisi yang stabil. Grafik fungsi gaya terhadap waktu akibat beban ramai pada jembatan kelas B bisa dilihat pada Gambar 20, sedangkan aplikasi pada model struktur bisa dilihat pada Gambar 21.

Tabel 5. Parameter beban dinamik kondisi ramai

No	Parameter	Kelas Jembatan
		B Ramai
1	Bentang (m)	42,0
2	Lebar (m)	1,80
3	Damping	0,05
4	Frekuensi, f_v	1,51
5	Perioda	0,66
6	Ramai density ρ (p/m ²)	0,40
7	F_o	280
8	$N=\rho.A$	30,24
9	$k(f_v)$	0,82
10	γ	0,07
11	λ	0,32



Gambar 20. Fungsi gaya vs waktu beban ramai kelas B



Gambar 21. Aplikasi beban dinamik pejalan kaki untuk kasus beban ramai

Perencanaan TMD

Salah satu cara dalam mengontrol perilaku getaran struktur adalah dengan melakukan pemasangan *tuned mass damper*. Pada penelitian ini akan dilakukan pemasangan TMD dengan variasi massa 1%, 3% dan 5% dari massa struktur. Berat mati total dari struktur sendiri adalah sebesar 7,34 ton, sehingga didapat properti dari massa, kekakuan dan konstanta dari TMD seperti terlihat pada Tabel 6.

Tabel 6. Properti *tuned mass damper*

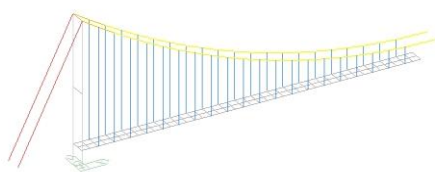
Rasio Massa	Frekuensi (Hz)	Massa TMD (kg)	Kekakuan (N/mm)	Konstanta Redaman (N.s/mm)
1%		73,48	6,46	0,08
3%	1,51	220,44	19,37	0,42
5%		367,40	32,28	0,89

Konfigurasi dan jumlah dari pemasangan *TMD* akan disesuaikan pada analisis sehingga akselerasi struktur yang terjadi akibat beban dinamik pejalan kaki tidak melebihi batas kriteria kenyamanan.

HASIL DAN ANALISIS

Analisis Statik Beban Statik

Besarnya tegangan kabel yang terjadi akibat kombinasi beban ultimit (Gambar 22) adalah sebesar 440,6 MPa lebih kecil dari tegangan yang diizinkan yaitu sebesar 500 MPa. Pada batang penggantung tegangan yang terjadi sebesar 26,31 MPa lebih kecil dari tegangan yang diizinkan yaitu sebesar 83,3 MPa. Perpindahan yang terjadi akibat beban hidup pejalan kaki (Gambar 23) adalah sebesar 257,4 mm lebih kecil dari lendutan ijin kondisi layan yaitu sebesar 420 mm. Selanjutnya *stress* rasio pada batang-batang baja berkisar antara 0,54 (batang gelagar melintang) dan 0,86 (pylon) lebih kecil dari nilai izin sebesar 1.

**Gambar 22.** Kontur tegangan pada kabel utama dan batang penggantung akibat beban ultimit (maksimum warna merah 440,6 MPa dan minimum warna biru 26,31 MPa)**Gambar 23.** Kontur perpindahan struktur jembatan akibat beban hidup (maksimum warna merah 257,4 mm)

Berdasarkan keseluruhan hasil pemeriksaan diatas dapat disimpulkan bahwa jembatan telah memenuhi seluruh persyaratan perencanaan beban statik, sehingga bisa dilakukan evaluasi terhadap perilaku dinamik jembatan.

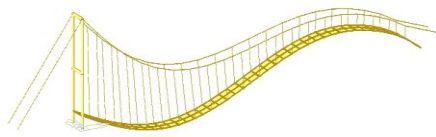
Frekuensi Natural

Besarnya frekuensi natural dari struktur dipengaruhi oleh massa dan kekakuan dari struktur itu sendiri. Tabel 7 menunjukkan frekuensi natural dari struktur jembatan secara teoritis.

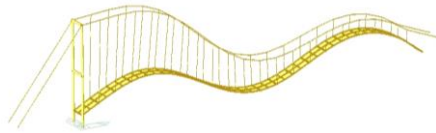
Tabel 7. Frekuensi alami model struktur jembatan

Moda Getar ke	Frekuensi		Periode (detik)	Keterangan
	(rad / detik)	Hz		
1	5,53	0,88	1,14	Vertikal
2	5,81	0,92	1,08	-
3	5,85	0,93	1,07	-
4	7,16	1,14	0,88	Vertikal
5	9,47	1,51	0,66	Vertikal
6	10,23	1,63	0,61	-
7	10,29	1,64	0,61	-
8	10,98	1,75	0,57	Torsi
9	11,17	1,78	0,56	Torsi
10	11,65	1,85	0,54	Vertikal

Gambar 24 menunjukkan bentuk moda getar ke 1 yang merupakan moda getar paling dominan yang akan paling sering muncul. Dilihat dari bentuknya, moda getar ke 1 merupakan getaran vertikal, namun tidak memenuhi rentang kriteria frekuensi pejalan kaki dimana besarnya frekuensi naturalnya sebesar 0,88 Hz. Sedangkan pada Gambar 25 besarnya frekuensi yang terjadi pada moda getar ke 5 adalah sebesar 1,51 Hz. Moda getar ini dipilih dalam analisis dinamik struktur jembatan karena berada didalam rentang kriteria frekuensi pejalan kaki.

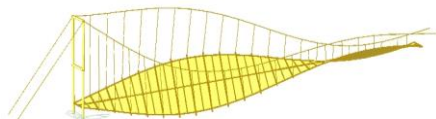


Gambar 24. Moda getar ke 1 (0,88 Hz)



Gambar 25. Moda getar ke 5 (1,51 Hz)

Gambar 26 menunjukkan bentuk moda getar ke 8 dengan arah lateral (torsi). Besarnya frekuensi yang terjadi adalah sebesar 1,75 Hz lebih besar dari batasan kriteria pengecekan arah lateral yaitu sebesar 1,5 Hz. Oleh karena itu getaran arah lateral tidak perlu lagi dilakukan pemeriksaan.



Gambar 26. Moda getar ke 8 (1,75 Hz)

Analisis Pembebanan Dinamik

Tabel 8 menunjukkan nilai akselerasi maksimum jembatan akibat dinamik pejalan kaki.

Tabel 8. Akselerasi maksimum jembatan akibat beban dinamik pejalan kaki

Akselerasi Maksimum (m/det ²)			
Kelas Jembatan			
A	B		
Berjalan	Berjalan	Lari kecil	Ramai
1,14	1,83	0,72	1,35

Pada kelas jembatan A untuk kondisi beban berjalan, nilai akselerasi maksimum yang terjadi adalah sebesar 1,14 m/det² sedikit melebihi dari nilai akselerasi yang diizinkan yaitu sebesar 1,12 m/det². Untuk kelas jembatan B terdapat dua kondisi beban yang melebihi nilai akselerasi izin sebesar 0,91 m/det² yaitu untuk kondisi berjalan dan kondisi ramai.

Analisis Penerapan TMD

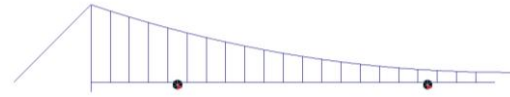
Penerapan *TMD* dilakukan pada jembatan kelas A dan juga jembatan kelas B yang diwakilkan oleh beban berjalan karena memiliki nilai akselerasi maksimum paling besar. Pemasangan *TMD* akan ditempatkan di lokasi terjadinya akselerasi maksimum pada struktur jembatan (Gambar 27 - Gambar 29) dengan jumlah disesuaikan sampai akselerasi yang terjadi tidak melebihi akselerasi izin (Tabel 9).

Tabel 9. Konfigurasi *TMD*

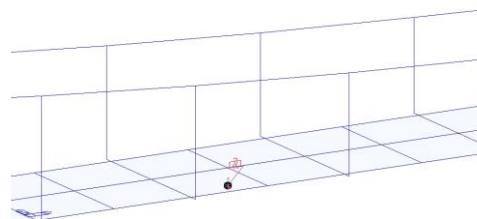
No	Jembatan	Jumlah	Rasio Massa
1	Kelas A	1 <i>TMD</i>	1% , 3% , 5%
2	Kelas B	1 <i>TMD</i>	1% , 3% , 5%
3	Kelas B	2 <i>TMD</i>	1% , 3% , 5%



Gambar 27. Lokasi pemasangan *TMD* 1 buah



Gambar 28. Lokasi pemasangan *TMD* 2 buah



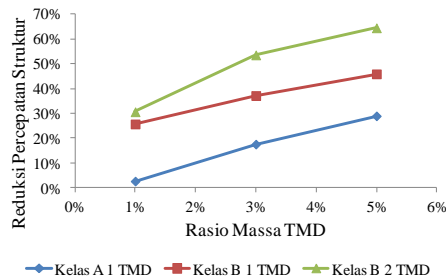
Gambar 29. Detail pemasangan *TMD*

Tabel 10 menyajikan nilai akselerasi yang dialami oleh struktur jembatan. Pada kelas jembatan A, konfigurasi pemasangan 1 buah *TMD* dengan rasio massa 1% sudah cukup membuat akselerasi maksimum yang terjadi tidak melebihi nilai akselerasi izin. Pada kelas jembatan B, pemasangan 2 buah *TMD* dengan rasio massa 3% paling efektif mereduksi akselerasi maksimum yang terjadi sebesar 54%, sehingga nilai kriteria kenyamanan terpenuhi.

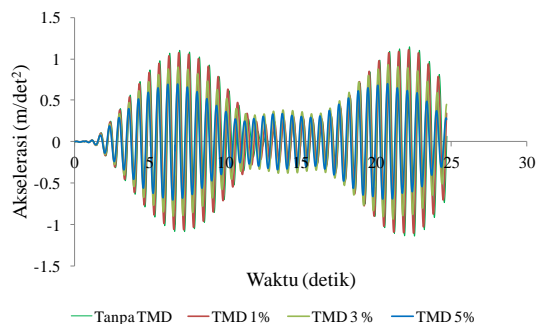
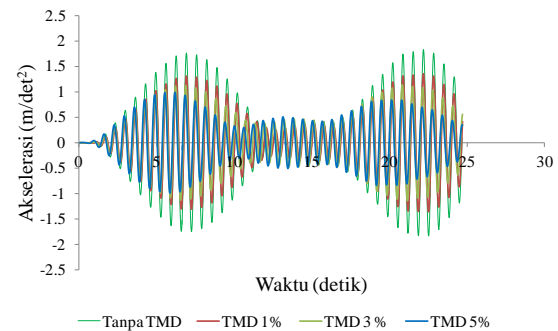
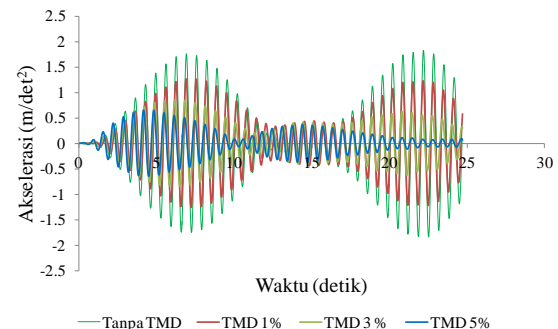
Tabel 10. Akselerasi maksimum jembatan

Rasio Massa	Percepatan Maksimum (m/det ²)					
	Kelas A Tanpa <i>TMD</i>		Kelas B Tanpa <i>TMD</i>			
	1 <i>TMD</i>	Persentase Penurunan	1 <i>TMD</i>	Persentase Penurunan	2 <i>TMD</i>	Persentase Penurunan
1%	1,11	3%	1,36	26%	1,27	31%
3%	0,94	18%	1,15	37%	0,85	54%
5%	0,81	29%	0,99	46%	0,65	64%

Gambar 30 menunjukkan nilai persentase penurunan akselerasi terhadap variasi dari rasio massa *TMD*. Grafik tersebut menunjukkan bahwa rasio massa 5% menghasilkan nilai reduksi terbesar.

**Gambar 30.** Hubungan rasio massa dengan persentase penurunan akselerasi struktur

Respons akselerasi dari struktur sebelum dilakukan pemasangan *TMD* maupun setelah dilakukan pemasangan *TMD* bisa dilihat pada Gambar 31 untuk jembatan kelas A, sedangkan untuk jembatan kelas B bisa dilihat pada Gambar 32 dan Gambar 33.

**Gambar 31.** Respons akselerasi struktur pada jembatan kelas A (1 buah *TMD*)**Gambar 32.** Respons akselerasi struktur pada jembatan kelas B (1 buah *TMD*)**Gambar 33.** Respons akselerasi struktur pada jembatan kelas B (2 buah *TMD*)

PEMBAHASAN

Besarnya tingkat kenyamanan struktur jembatan berdasarkan parameter akselerasi tergantung dari kelas jembatan. Semakin besar lalu-lintas pejalan kaki yang melintas, maka tingkat kenyamanan izin yang diperbolehkan akan semakin tinggi (nilai akselerasi izin makin kecil). Pada studi kasus yang dilakukan pada Judesa bentang 42 m, menunjukkan bahwa evaluasi jembatan terhadap kelas jembatan A maupun kelas jembatan B tidak memenuhi kriteria kenyamanan yang disyaratkan British Standard karena nilai akselerasi maksimum yang terjadi akibat beban dinamik pejalan kaki melebihi nilai izin yang disyaratkan.

Pemasangan *TMD* untuk mengontrol perilaku getaran struktur jembatan Judesa dinilai cukup efektif agar tingkat kenyamanan minimal yang disyaratkan menjadi terpenuhi. Pada analisis beban jembatan kelas A dibutuhkan minimum hanya 1 buah *TMD* yang dipasang dilokasi terjadinya akselerasi maksimum dengan rasio massa *TMD* sebesar 1% dan menghasilkan reduksi akselerasi struktur sebesar 3% untuk memenuhi syarat kenyamanan getaran jembatan. Sedangkan pada analisis beban jembatan kelas B dibutuhkan minimum 2 buah *TMD* dengan rasio massa sebesar 3% yang menghasilkan reduksi akselerasi struktur sebesar 54%. Hasil studi terhadap variasi massa *TMD* menyatakan bahwa rasio massa 5% menghasilkan reduksi akselerasi paling besar.

KESIMPULAN DAN SARAN

Kesimpulan

Dari hasil analisis yang telah dilakukan dapat disimpulkan bahwa struktur Judesa dengan bentang 42 m memenuhi persyaratan desain statik, namun gagal memenuhi persyaratan kenyamanan untuk pejalan kaki. Penambahan *TMD* dengan variasi massa yang berbeda cukup efektif dalam mengontrol getaran struktur jembatan, sehingga memenuhi batasan izin kriteria kenyamanan. Untuk memenuhi kriteria kenyamanan yang disyaratkan oleh British Standard, diperlukan satu buah *TMD* untuk jembatan kelas A dengan rasio massa sebesar 1% yang menghasilkan reduksi akselerasi struktur sebesar 3%; dan dua buah *TMD* diperlukan untuk jembatan kelas B dengan rasio massa 3% yang menghasilkan reduksi akselerasi struktur sebesar 54%.

Saran

Perlu dilakukan evaluasi pemasangan *TMD* terhadap moda getar pertama (dominan) dari jembatan.

Perlu dilakukan kajian lain dalam mengontrol getaran struktur jembatan dengan cara menambah kekakuan struktur jembatan ataupun menambah massa jembatan, sehingga pilihan-pilihan untuk penanganan ketidaknyamanan getaran pada Judesa bentang 42 m lebih beragam dan mempertimbangkan aspek ekonomi.

UCAPAN TERIMA KASIH

Ucapan terimakasih penulis sampaikan kepada Puslitbang Jalan dan Jembatan (Pusjatan) karena telah memberikan kesempatan kepada penulis untuk bersama-sama dengan seluruh tim melakukan perencanaan dan pelaksanaan konstruksi Judesa bentang 42 m, sehingga saat ini penulis bisa melakukan evaluasi terhadap jembatan yang sudah dibangun.

DAFTAR PUSTAKA

- British Standards Institution (BSI). 2008. "BS NA EN 1991-2: UK National Annex to Eurocode 1. Actions on Structures. Traffic Loads on Bridges." In . London: BSI.
- "Changzhou Road Structure Damping Co." n.d. Accessed March 21, 2018. <http://roadjz.com/en/show.asp?id=18>.
- Clough, Ray W. and Joseph Penzien. 1993. *Dynamics of Structures*. 2nd editio. New York: McGraw-Hill Education.
- Craig, Roy R. and Andrew J. Kurdila. 2016. *Fundamentals of Structural Dynamics*. 2nd Editio. Haboken: Wiley.
- "EN 1990 (2002) (English): Eurocode - Basis of Structural Design." 2005. In , 119. Brussels: European Committee For Standardization.
- Eriksson, Per and H.P. Tysnes. 2013. "Vibration Response of Lightweight Pedestrian Bridges." University of Technology in Göteborg.
- Heinemeyer, Christoph and Markus Feldmann. 2008. "European Design Guide for Footbridge Vibration." In *The 3rd International Footbridge Conference*, edited by Elsa Caetano et Al., 14. Porto: FEUP.
- Kementerian Pekerjaan Umum. 2010. *Pemberlakuan Pedoman Perencanaan Dan Pelaksanaan Konstruksi Jembatan Gantung Untuk Pejalan Kaki*. Indonesia.
- "Midas Civil Tutorial." 2013.
- Riskiani, S. 2010. "Studi Pengaruh Penggunaan Tuned Mass Damper Pada Elemen Cable Stayed Pedestrian Bridge." Institut Teknologi Bandung.
- Setra. 2006. "Assesment of Vibrational Behaviour of Footbridges Under Pedestrian Loading." In *Technical Guide Footbridges*, 131. Paris: AFGC.

Widarda, Dina Rubiana and, and Ediansjah
Zulkifli. 2013. “Penerapan Sistem Kontrol
Struktur Pada Jembatan.” Bandung:
Puslitbang Jalan dan Jembatan.